

La Sicurezza a Stato Limite Ultimo nelle Solette Composte Acciaio-Calcestruzzo

Original

La Sicurezza a Stato Limite Ultimo nelle Solette Composte Acciaio-Calcestruzzo / Bigaran, DAVIDE DOMENICO; Napoli, Paolo; Sassone, Mario. - ELETTRONICO. - 1:(2010), pp. 1-13. (Intervento presentato al convegno VI Workshop Italiano sulle Strutture Composte tenutosi a Trieste nel 22-23 novembre 2004).

Availability:

This version is available at: 11583/2377503 since:

Publisher:

Università degli Studi di Trieste

Published

DOI:

Terms of use:

openAccess

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

LA SICUREZZA A STATO LIMITE ULTIMO NELLE SOLETTE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

D. Bigaran¹, P. Napoli¹ e M. Sassone¹

ABSTRACT

The present paper is a part of a research programme concerning the effects of uncertainties on the ultimate limit state behavior of composite slabs designed with the semiprobabilistic method. The reliability evaluated by means of a probabilistic method, and the mechanism of failure, can be related to the statistical characterization of random variables and to the mechanical parameters. The assumed physical model refers to the so-called Partial Interaction Method and the failure probability, is evaluated by means of an interactive computational algorithm in the frame of the First Order Reliability Method (FORM)

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'ingegneria strutturale, l'obiettivo delle metodologie probabilistiche è quello di valutare in modo più o meno preciso, a seconda del metodo adottato, la probabilità di raggiungimento di un determinato stato limite e di definire il grado di sicurezza per la struttura in esame.

L'applicazione rigorosa del metodo probabilistico alla progettazione delle strutture consente di ottenere previsioni precise della probabilità di successo o di insuccesso, a partire dalla caratterizzazione statistica delle variabili aleatorie. A questo risultato si giunge generalmente per via numerica, attraverso una serie di simulazioni del comportamento strutturale, sulla base di un modello meccanico. Tutti gli aspetti del fenomeno fisico descritti dal modello entrano in gioco nella definizione della probabilità di crisi P_f . Questo procedimento corrisponde all'applicazione, con diversi gradi di approssimazione, dei metodi di II e III livello.

Il metodo di livello 1 e di conseguenza il metodo semiprobabilistico, come è noto non corrispondono ad una stima diretta della probabilità di crisi, ma garantiscono il raggiungimento del grado di sicurezza desiderato attraverso la disuguaglianza $Rd > Sd$.

La aleatorietà delle variabili è presa in conto assumendo per esse opportuni valori di riferimento (valori estremi); d'altra parte il legame funzionale tra le grandezze R ed S e le variabili aleatorie è assunto in modo deterministico.

In determinate circostanze, può risultare importante la conoscenza della probabilità di crisi associata ad una data configurazione di progetto, pur operando nell'ambito dei metodi di livello 1. Ciò si verifica ad esempio nel caso in cui sia necessario prevenire determinati tipi di collasso globale imponendo un appropriato rapporto tra le probabilità di crisi dei differenti

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

elementi strutturali. In tal caso anche il raggiungimento di gradi di sicurezza localmente superiori a quelli previsti, può avere un effetto negativo. Tipico è il caso della gerarchia delle resistenze per i telai soggetti ad azioni sismiche.

Partendo da queste considerazioni sono stati indagati gli effetti delle incertezze delle variabili resistenti e l'influenza dei parametri meccanici, sulla sicurezza allo stato limite ultimo delle solette composte acciaio-calcestruzzo. L'indagine è stata svolta su di una serie di solette progettate con il criterio della Parziale Interazione applicando il metodo semiprobabilistico secondo quanto indicato dall' Eurocodice 4 (2002). Eseguito il progetto di ogni soletta, si è successivamente valutata l'effettiva sicurezza attraverso l'applicazione di un metodo probabilistico di livello 2 secondo la formulazione proposta da Rackwitz & Fiessler (1978).

Nel seguito verranno dapprima poste le basi dello studio. Verrà presentata una rapida panoramica circa le metodologie di verifica della sicurezza soffermandosi in modo particolare sul metodo adottato. Verranno poi brevemente introdotte le solette composte ed il modello meccanico della Parziale Interazione. Successivamente verrà illustrata l'applicazione svolta, descrivendone le fasi e soffermandosi in modo particolare sulla progettazione delle solette. Infine verranno presentati i risultati sottoforma di studio parametrico.

2 L'APPROCCIO PROBABILISTICO

In funzione del livello di precisione si possono distinguere tre metodi di verifica della sicurezza: il metodo di III livello, il metodo di II livello o metodo dei primi due momenti ed il metodo di I livello.

I metodi di secondo e terzo livello consentono di valutare l'effettiva probabilità di raggiungimento di un determinato stato limite sulla base della caratterizzazione statistica delle variabili aleatorie. Entrambi i metodi si basano sulla definizione della *funzione di performance* ($g(x_i)$), la quale in base alla richiesta di prestazione S ed alla capacità disponibile R , definisce nello spazio delle v.a. un dominio di crisi \mathcal{F} ed un dominio di sicurezza \mathcal{S} . La condizione limite della struttura è rappresentata dalla *funzione di stato limite* (*l.s.f.*), che separa il dominio di crisi da quello di sicurezza ed è definita per $g(x_i)=0$.

Il metodo di III livello valuta la probabilità di crisi integrando la funzione densità di probabilità congiunta nel dominio \mathcal{F} :

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad (1)$$

L'integrazione per via analitica è possibile solo in rari casi, quando cioè la formulazione della funzione $g(x)=0$ è nota in forma esplicita e sia questa che la funzione densità di probabilità sono esprimibili in forma molto semplice. In caso contrario si ricorre all'integrazione per via numerica, con la conseguenza di oneri computazionali molto elevati. Ciò è principalmente dovuto da un lato al fatto che il dominio di integrazione è generalmente definito in uno spazio multidimensionale, il che comporta la necessità di eseguire un gran numero di passi, dall'altro lato al fatto che i valori della funzione integranda variano rapidamente nel dominio rendendo necessaria un'accurata scelta dello schema di integrazione al fine di non di perdere i valori di picco della funzione stessa.

Al fine di superare le difficoltà analitiche e computazionali sopra evidenziate, il metodo di livello 2 valuta la probabilità P_f in modo approssimato, esprimendola in funzione di un indice di sicurezza β . Il metodo si basa sul passaggio dallo spazio delle variabili random X ad uno spazio delle variabili standard normalizzate X' , ed opera quindi in uno spazio di variabili

normalmente distribuite, non correlate, aventi media nulla e varianza unitaria. Una volta rappresentata la funzione di stato limite, la probabilità di crisi può essere calcolata come:

$$P_f = \int_{g(x') \leq 0} \Phi(x') dx' \quad (2)$$

dove la $\Phi(x')$ rappresenta la funzione densità di probabilità di una distribuzione normale standard ad n -dimensioni. Questa funzione risulta simmetrica rispetto ad una generica rotazione degli assi ed il suo valore decade velocemente all'aumentare della norma $\|x'\|$. Ne risulta che i punti che più significativamente contribuiscono all'integrale sono quelli più vicini all'origine degli assi, ovviamente nello spazio normale standard. Sulla base di queste considerazioni, la P_f può essere calcolata in funzione dell'indice β definito come la minima distanza della *l.s.f.* dall'origine degli assi, misurata in unità di deviazioni standard. La probabilità di crisi è successivamente valutata approssimando la *l.s.f.* con una funzione diversa a seconda dell'algoritmo adottato: di primo grado nel caso del metodo FORM e di secondo grado nel caso del metodo SORM.

Il metodo di primo livello o dei valori estremi è visto più come una semplificazione dell'approccio probabilistico stesso. Secondo questo approccio si ipotizza l'indipendenza della richiesta di prestazione (o sollecitazione) S e della capacità disponibile (o resistenza) R , ciascuna funzione di determinate grandezze r_i ed s_j . Gli aspetti probabilistici vengono presi in conto assumendo, per tali grandezze, valori estremi calcolati sulla base di una prefissata probabilità. Posta in questi termini la verifica di sicurezza è formulata in modo puramente deterministico.

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite, adottato dalle normative europee vigenti, rientra tra i metodi dei valori estremi. I diversi fattori di incertezza vengono coperti assumendo valori caratteristici per le proprietà resistenti dei materiali e per le azioni applicate, sulla base delle corrispondenti distribuzioni. Ai valori caratteristici vengono poi associati dei coefficienti parziali di sicurezza ottenendo così i corrispondenti valori di calcolo. Tali coefficienti, esplicitamente fissati dalle normative, hanno il compito di prendere in conto le incertezze legate alle grandezze meccaniche e geometriche assunte deterministiche. La verifica di sicurezza è quindi ottenuta tramite confronto tra i due valori di progetto di resistenza R_d e sollecitazione S_d .

3 IL METODO FORM

La verifica della sicurezza per le analisi svolte in questo studio è stata condotta a livello 2 attraverso l'applicazione del metodo FORM.

La valutazione dell'indice β che sta alla base del metodo probabilistico di livello II costituisce un problema di ricerca di minimo vincolato. Nel caso particolare di due o più variabili aleatorie con distribuzione normale e di una funzione di stato limite di tipo lineare e nota in forma esplicita, il problema risulta di facile soluzione attraverso il metodo AFOSM proposto da Hasofer & Lind (1974). Nel caso più frequente di più variabili aleatorie con distribuzione non normale e di una funzione di stato limite di tipo non lineare e nota solo in forma implicita il problema può essere risolto con algoritmi di ricerca iterativa del tipo Newton-Raphson.

Il metodo FORM (First-Order Reliability Method), introdotto da Rackwitz & Fiessler (1978), è caratterizzato dalla ricerca di tipo iterativo del punto di minimo di $g(x)=0$ attraverso il metodo del gradiente. L'algoritmo procede da un punto di tentativo x_0' sulla funzione di performance $g(x)$, valutata nello spazio delle variabili normalizzate x_i' , e converge al punto di

minima distanza \mathbf{x}'^* sulla funzione di stato limite $g(\mathbf{x})=0$. Ad ogni iterazione k , viene determinato il vettore dei coseni direttori $\nabla g(\mathbf{x}'_k)$ della funzione di performance attraverso uno schema alle differenze finite del prim'ordine in avanti. Il nuovo punto è valutato secondo la relazione:

$$\mathbf{x}'_{k+1} = \frac{1}{\|\nabla g(\mathbf{x}'_k)\|^2} \cdot [\nabla g(\mathbf{x}'_k)' \mathbf{x}'_k - g(\mathbf{x}_k)] \cdot \nabla g(\mathbf{x}'_k) \quad (3)$$

Ad ogni iterazione, si verificano le condizioni di convergenza. La prima condizione verifica la vicinanza del nuovo punto alla funzione di stato limite. La seconda, valutando il gradiente nel punto considerato, verifica la condizione di minima distanza della funzione di stato limite dall'origine.

$$\left| g(\mathbf{x}_{k+1}) \right| \leq \varepsilon \quad \text{e} \quad \left| \mathbf{x}'_{k+1} - \mathbf{x}'_k \right| \leq \delta \quad (4)$$

Lo strumento computazionale utilizzato in questo studio è stato sviluppato sulla base del codice di calcolo *open source* FERUM v 3.0, inizialmente programmato da Haukaas & al. (2001) in ambiente Matlab.

Nella prospettiva della sua applicazione, è opportuno evidenziare le principali criticità dei metodi basati sul gradiente, in termini di convergenza e accuratezza. In particolare, problemi di convergenza si verificano quando il gradiente del funzionale non è definito, quando risulta nullo per ampi tratti del dominio di esistenza (*plateau*), quando la funzione di performance, nel passaggio dal dominio di sicurezza a quello di crisi, presenta una discontinuità, infine quando la funzione di performance presenta dei minimi locali. Problemi di accuratezza si verificano quando è la *l.s.f.* a presentare punti di minimo locale. In questo caso solo una ricerca più accurata sull'intero dominio può limitare la probabilità di errore. Più generalmente, la scelta di un'appropriata funzione di performance, operata sia in base a valutazioni sull'aderenza al modello fisico esaminato che in ragione delle esigenze di convergenza attese, costituisce un fattore determinante per l'esito della ricerca.

4 LE SOLETTE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Il comportamento meccanico di una soletta composta acciaio-calcestruzzo è caratterizzato dall'interazione tra la lamiera grecata ed il getto di calcestruzzo. Tale interazione si instaura attraverso tre diverse modalità di trasmissione degli sforzi tangenziali tra i due elementi. La prima è costituita dall'adesione chimica tra l'acciaio ed il calcestruzzo ed è in genere trascurabile; la seconda è ottenuta attraverso connettori puntuali (quando presenti) localizzati in corrispondenza degli appoggi; la terza è costituita da una connessione distribuita lungo l'intera superficie di contatto per mezzo dell'attrito e di particolari conformazioni della lamiera. In questa memoria è presa in considerazione questa terza modalità di trasferimento dello sforzo.

I metodi di calcolo maggiormente diffusi hanno carattere semi-empirico e prevedono il ricorso a prove sperimentali di tipo parametrico su campioni di solette in grandezza reale al fine di quantificare i parametri di modello.

Il metodo m-k contemplato nell'Eurocodice 4 si basa sulla regressione lineare dei risultati ottenuti da un numero sufficiente di prove sperimentali per un dato tipo di lamiera grecata e per una condizione di carico codificata.

Il metodo della Parziale Interazione (P.I.), anch'esso proposto dall'Eurocodice 4 secondo la sua formulazione originaria (Bode & Sauerborn 1992, Patrick & Poh 1990), è basato invece sulla modellazione dei complessi fenomeni fisici che governano il comportamento ultimo della soletta.

La modalità di rottura delle solette composte è funzione, oltre che della condizione di carico, dei parametri geometrici e meccanici da cui dipendono i meccanismi resistenti. La rottura si può verificare secondo tre distinte modalità: per taglio verticale nel caso di carichi concentrati applicati in prossimità degli appoggi; per completa plasticizzazione della sezione; per rottura della connessione quando lo sforzo N_c trasmesso tra la lamiera ed il calcestruzzo sovrastante è inferiore a quello necessario per sviluppare integralmente il momento plastico della sezione N_{cf} .

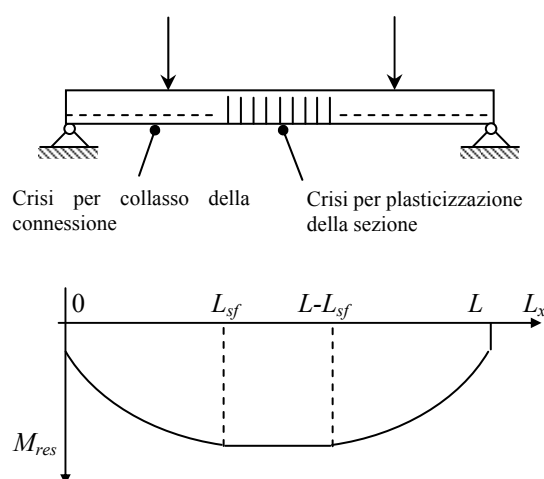


Figura 1: Caratteristiche della struttura e diagramma del momento resistente

La capacità di trasferimento degli sforzi da parte della connessione è definita dal parametro resistente τ_u ricavato attraverso prove sperimentali. Per l'impossibilità di valutare tale resistenza localmente, sezione per sezione, essa è assunta costante su tutta la superficie di contatto.

L'elevato grado di incertezza legato al parametro τ_u ha suggerito le basi di un precedente studio (Bigaran & al., 2003) a mezzo del quale si sono indagate le relazioni tra la caratterizzazione statistica delle variabili di base e la probabilità di crisi. Ulteriori studi condotti su problemi di Taglio e Flessione per travi in C.A. progettate secondo il metodo semiprobabilistico, hanno messo in luce l'importanza del rapporto meccanico di armatura, nel definire la probabilità di crisi ma in particolare la modalità ad essa riferita.

Data l'importanza dell'interazione tra i due materiali nel caso delle solette composte ed il legame tra questa e la modalità di collasso, si è ritenuto utile esplorare più a fondo in che misura il rapporto meccanico ω tra l'area di acciaio e quella di calcestruzzo e le incertezze legate ai due materiali influenzino il grado di sicurezza finale.

5 L' APPLICAZIONE

Come già accennato nell'introduzione, il mantenimento della probabilità di crisi sotto una determinata soglia, per tutti gli elementi di una struttura, può non essere sufficiente a soddisfare le condizioni di sicurezza per la struttura stessa. In presenza poi di differenti modalità di rottura, come nel caso delle solette composte, può risultare utile non solo una

valutazione precisa della probabilità di crisi ma anche la conoscenza della modalità di collasso cui essa è associata. Questo può essere utile al fine di scongiurare una rottura di tipo fragile come quella che si verifica in condizione di Parziale Interazione.

L'analisi probabilistica completa di una soletta composta non può quindi prescindere dalla conoscenza statistica del comportamento strutturale, compiutamente descritto dal modello meccanico. Ad esempio in funzione dei parametri meccanici ed in particolare del rapporto meccanico ω tra l'area della lamiera e quella del calcestruzzo, le incertezze delle variabili resistenti dei due materiali possono giocare un ruolo più o meno determinante nel definire la capacità portante R e la probabilità di crisi e nel pilotare la crisi stessa verso l'una o l'altra modalità.

Partendo da questi presupposti, si è svolto uno studio parametrico, inteso a valutare, nel caso di solette composte progettate con il metodo semiprobabilistico, l'influenza del rapporto meccanico ω e dei coefficienti di variazione δ delle variabili resistenti dei due materiali, sulla probabilità di crisi e sulla modalità ad essa associata.

Lo studio è stato condotto su di una serie di solette di uguale luce, prive di connettori puntuali, in condizione di semplice appoggio e soggette ad un carico uniformemente distribuito sull'intera superficie.

5.1 Scelta delle variabili aleatorie

Si sono assunte quali variabili aleatorie le sole resistenze f_c ed f_y . Le restanti fonti di incertezza non sono state ritenute influenti ai fini dello studio: le principali caratteristiche geometriche già rientrano nel rapporto meccanico ω oggetto dello studio parametrico, mentre l'inserimento delle azioni tra le variabili aleatorie avrebbe reso meno chiara l'interpretazione dei risultati. La Tabella 1 riassume la caratterizzazione statistica delle variabili aleatorie.

Tabella 1 - Sinossi delle variabili aleatorie

Variabile aleatoria	Distribuzione	μ	δ	$\underline{\delta} \leq \delta \leq \bar{\delta}$
Tensione di snervamento f_y	Lognormale	408 [N/mm ²]	0.06	$0.04 \leq \delta \leq 0.10$
Resistenza a compressione f_c	Lognormale	25.8 [N/mm ²]	0.12	$0.06 \leq \delta \leq 0.30$

I dati di riferimento relativi ai valori medi μ e ai coefficienti di variazione δ , sono stati tratti da precedenti lavori (Ellingwood 1996, Tabsh 1996, Widijaja 1997). Nella V colonna della Tabella 1 sono riportati gli intervalli di valori dei coefficienti δ adottati per lo studio parametrico.

5.2 Progetto delle solette

Le analisi dello studio parametrico hanno avuto come oggetto una serie di solette aventi stesse caratteristiche di un modello sperimentale già oggetto di studio (Bigaran & al., 2003) e le cui proprietà meccaniche e geometriche sono state tratte da Napoli & al. (2000). Ogni soletta si distingue dalle altre per la maggiore o minore qualità dei materiali, rappresentata dai coefficienti di dispersione δ_c e δ_s delle due resistenze e per il diverso rapporto meccanico ω .

La variazione del parametro ω è stata ottenuta assumendo per ogni campione, una lamiera di diverso spessore s : in tal modo non ne deriva alcuna influenza sulla resistenza a scorrimento della connessione. Ciò ha permesso di considerare uguale per tutte le solette, la resistenza τ_u già nota per il modello sperimentale.

Si è quindi determinato, per ogni elemento, il diagramma del momento resistente ultimo M_{Rd} , attraverso l'applicazione del metodo semiprobabilistico, a partire dai coefficienti δ_c e δ_s e dallo spessore della lamiera s . Noto il diagramma resistente M_{Rd} si è determinato il carico uniformemente distribuito di progetto q_{Sd} che dà luogo, sullo schema di semplice appoggio, al diagramma di momento flettente M_{Sd} tangente a M_{Rd} (Figura 2).

In questo modo si è ottenuto di operare su elementi progettati tutti con lo stesso margine di sicurezza, valutato con il metodo semiprobabilistico agli S.L.

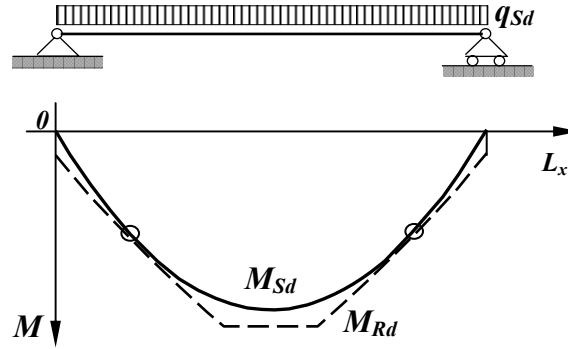


Figura 2: Determinazione della sollecitazione di progetto

5.3 Definizione della funzione di performance

In una soletta composta, essendo la resistenza fortemente variabile lungo il suo sviluppo, la posizione della sezione di crisi non è individuabile a priori sulla sola base del diagramma di sollecitazione. Ciò ha reso necessario introdurre una funzione di performance che, per un assegnato livello di carico, individui la sezione dell'elemento più vicina alla crisi e valuti il corrispondente margine di sicurezza:

$$g = \min_{(L_D < L_x < L-L_D)} (M_{R(L_x)} - M_{Sd(L_x)}) \quad (5)$$

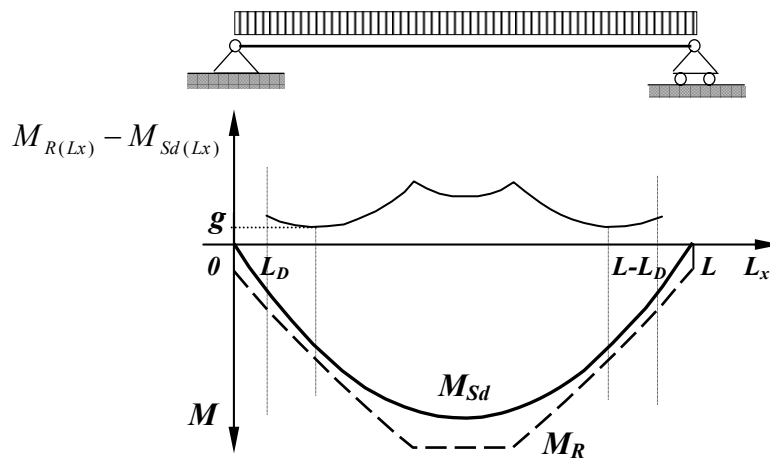


Figura 3: Valutazione della funzione di performance

La ricerca della sezione non avviene tenendo conto dell'intera luce della soletta. Vengono infatti escluse le sezioni prossime alle estremità, per una estensione L_D valutata assumendo un angolo di diffusione pari a 30° . Questa scelta è motivata dal fatto che in tali sezioni la sollecitazione flessionale ha un ruolo secondario e la crisi è influenzata da fenomeni locali non considerati dal modello della Parziale Interazione.

Si noti che non essendo stata considerata variabile aleatoria la sollecitazione, nella funzione di performance questa compare con il suo valore di progetto per tenere conto delle corrispondente incertezza.

6 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

I primi risultati presentati si riferiscono al modello sperimentale.

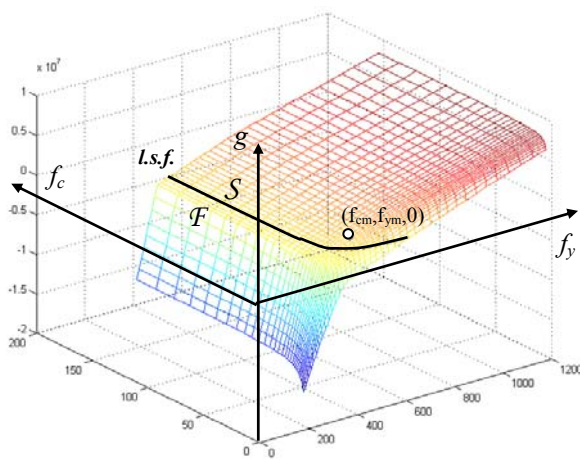


Figura 4a: Funzione di Performance rappresentata nello spazio delle v.a.

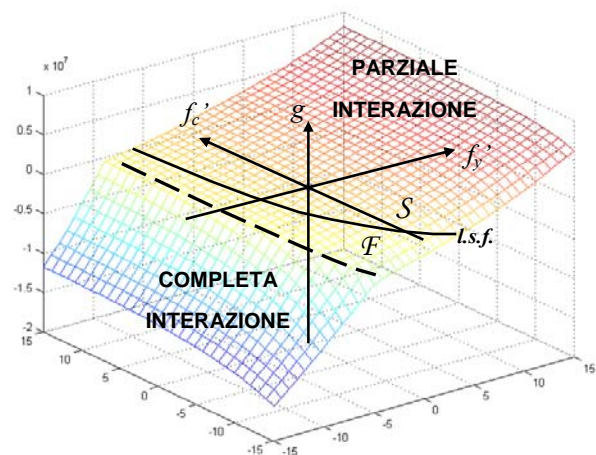


Figura 4b: Funzione di Performance rappresentata nello spazio delle variabili normali standardizzate

In Figura 4a e 4b è raffigurata la funzione di performance $g(f_c, f_y)$ nel piano delle due variabili aleatorie, rispettivamente nello spazio delle variabili f_c ed f_y e in quello delle variabili normali standardizzate f'_c ed f'_y .

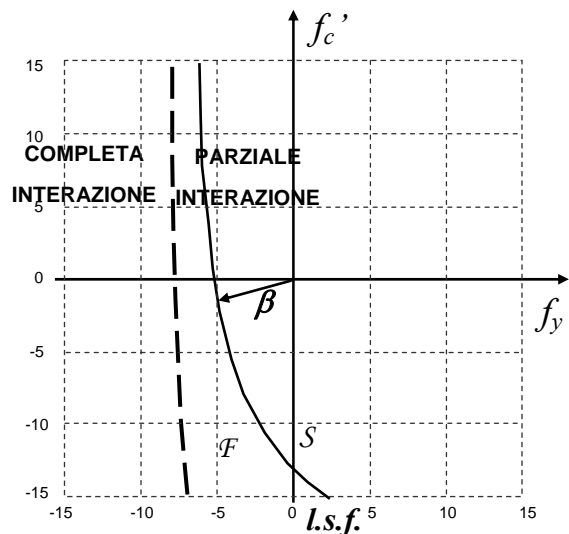


Figura 5: Funzione di Stato limite rappresentata nel sistema normalizzato

Sul dominio della funzione rappresentata in Figura 4b sono individuate due aree (distinte dalla linea tratteggiata) ognuna corrispondente alla condizione o di completa o di parziale interazione della sezione della soletta più vicina alla crisi.

Adottando i valori di riferimento dei coefficienti di variazione δ e del rapporto meccanico ω (pari a 0.16), si ottiene un indice β pari a 4.9, corrispondente ad una probabilità di crisi di $4.79e^{-7}$. Si noti che il punto di minima distanza della *l.s.f.* dall'origine degli assi, si trova sul dominio corrispondente alla condizione di parziale interazione (Figura 5). Quindi la probabilità P_f può essere associata principalmente alla crisi per collasso della connessione tra l'acciaio ed il calcestruzzo.

6.1 Studio degli effetti della variazione del rapporto meccanico ω

In questo paragrafo vengono presentati i risultati dello studio parametrico sul rapporto ω . In Figura 6 è rappresentata l'evoluzione dell'indice β al variare del parametro ω , ottenuta tramite la verifica di sicurezza per un set di solette caratterizzate da lamiere di diverso spessore. I tre punti a, b e c evidenziati sul diagramma corrispondono a valori del rapporto meccanico ω pari a 0.02, 0.16 (valore di riferimento) e 0.5. In Figura 7 è rappresentata per questi tre campioni la funzione di performance tracciata nel sistema di riferimento normale standardizzato.

Il primo risultato atteso ma degno di nota è rappresentato dal fatto che la probabilità di crisi risulta sempre inferiore a 10^{-5} , indicato dalle normative vigenti come massimo valore accettabile per gli stati limite ultimi. Infatti l'indice di sicurezza non scende mai sotto il corrispondente valore 3.719. L'andamento evidenzia però come l'indice β sia variabile in funzione del rapporto meccanico tra le aree dei due materiali.

Un secondo risultato degno di interesse riguarda la modalità con la quale la rottura ha la maggiore probabilità di verificarsi. Le rappresentazioni in Figura 7 mostrano come all'aumentare del rapporto ω , si passa da una P_f associata principalmente alla rottura per completa plasticizzazione della sezione, quindi di tipo flessionale, ad una P_f associata principalmente alla crisi per cedimento della connessione.

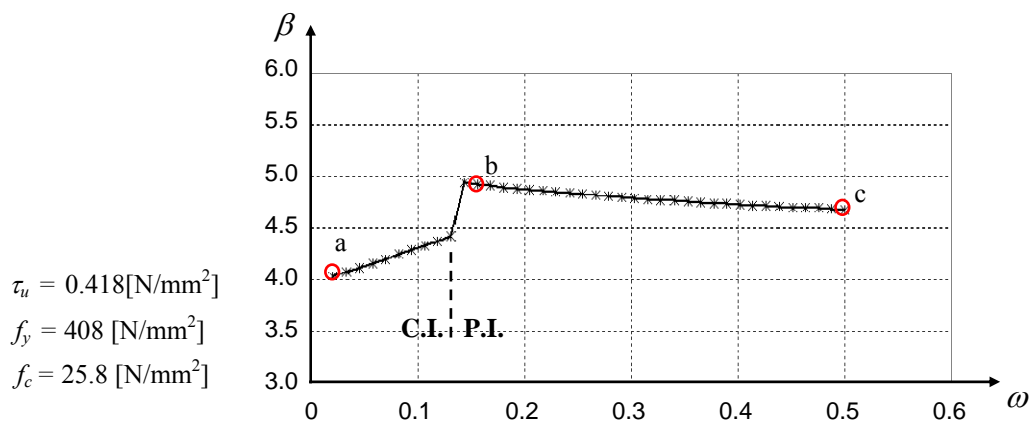


Figura 6: Indice β vs rapporto meccanico ω

La variazione dell'indice di sicurezza rispetto al parametro ω è principalmente dovuta al diverso peso che assumono le due variabili resistenti.

In condizione di completa interazione, cioè per bassi valori del rapporto ω , l'acciaio o meglio la sua caratterizzazione statistica, gioca un ruolo determinante nel definire la probabilità di crisi. Come si vede ancora in Figura 7a infatti, al tendere di ω a 0, la *l.s.f.*

diventa normale all'asse f_y' , il coseno direttore secondo f_y' tende quindi a 1 e l'indice di sicurezza β tende ad un valore pari a 3.97 il quale è unicamente funzione dei coefficienti δ_s e γ_s .

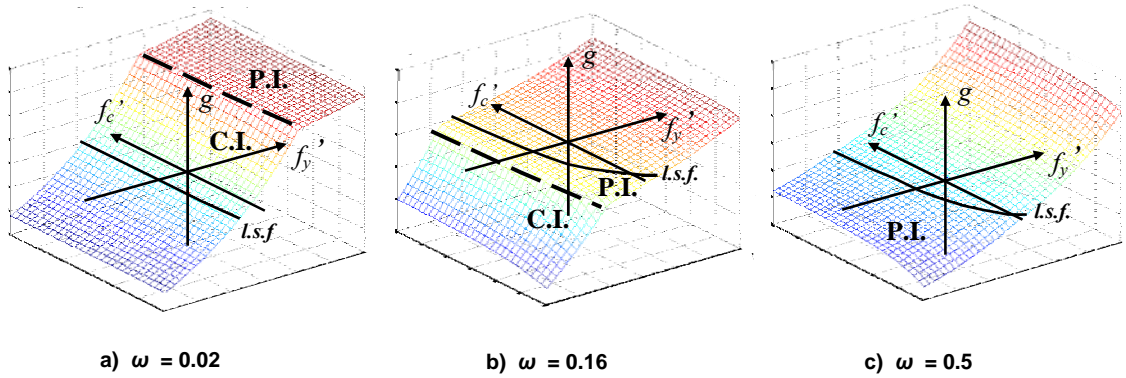


Figura 7: Funzioni di performance per diversi valori di ω

In condizione di parziale interazione invece entrambe le variabili influenzano la P_f . In questo caso si registra un incremento dell'indice β .

Per meglio comprendere le ragioni di questa variazione, si osservi la Figura 8 nella quale sono rappresentate nel sistema di riferimento normale standardizzato a due v.a. f_y' e f_c' , tre esempi di funzioni di stato limite A , B e C . Il punto P_d corrisponde al punto di coordinate (f_{yd}, f_{cd}) del sistema di riferimento f_c - f_y e la sua posizione rispetto all'origine degli assi è univocamente definita dai vettori d_{fy} funzione dei coefficienti δ_s e γ_s , d_{fc} funzione dei coefficienti δ_c e γ_c .

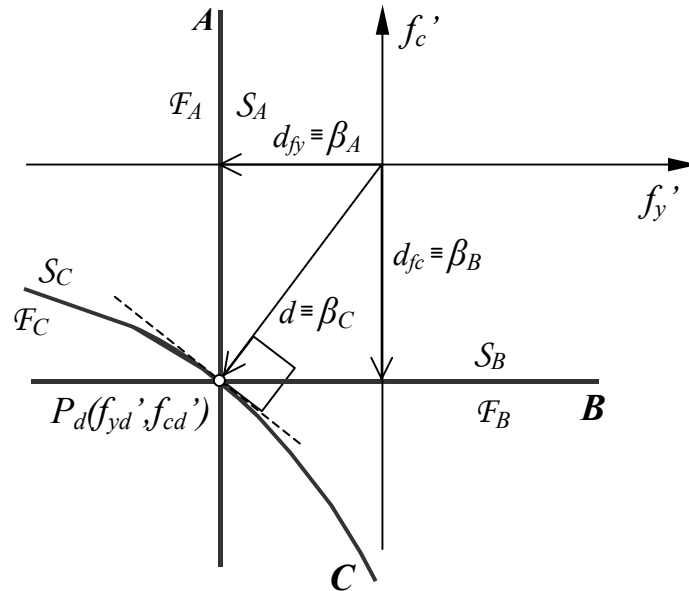


Figura 8: funzioni di stato limite nello spazio delle variabili standard normalizzate

Avendo assunto deterministica la sollecitazione, il punto P_d corrisponde alla condizione di uguaglianza $R_d=S_d$, ragione per cui la funzione di stato limite è sempre vincolata a passare per esso. Sulla base di queste considerazioni, si possono indicare tre valori significativi dell'indice di sicurezza β . Due valori β_A e β_B , il primo coincidente con d_{fy} , il secondo coincidente con d_{fc} , corrispondono alle due condizioni in cui le funzioni di stato limite A e B risultano parallele rispettivamente agli assi f_c' ed f_y' . In questi due casi l'indice di sicurezza ed il corrispondente valore di P_f sono pilotati da una sola variabile, f_y' nel primo caso, f_c' nel secondo. Il terzo valore β_C corrisponde alla condizione in cui il punto di minima distanza della funzione di stato limite dall'origine degli assi coincide con il punto P_d ed è quindi facilmente calcolabile in funzione di β_A e β_B .

I tre suddetti valori permettono di definire un intervallo all'interno del quale può variare l'indice di sicurezza, ovviamente nell'ipotesi fatta di azioni deterministiche. Il minore tra i valori β_A e β_B definisce quindi il limite inferiore dell'intervallo mentre β_C ne definisce il limite superiore.

Estendendo l'esame a diversi valori dei coefficienti di variazione δ_s e δ_c , si ottengono i diagrammi di Figura 9. Essi confermano, esteso a tutto l'ambito considerato dei coefficienti di variazione, l'andamento della distanza β , in funzione delle percentuali meccaniche ω , già rilevato per il caso di riferimento.

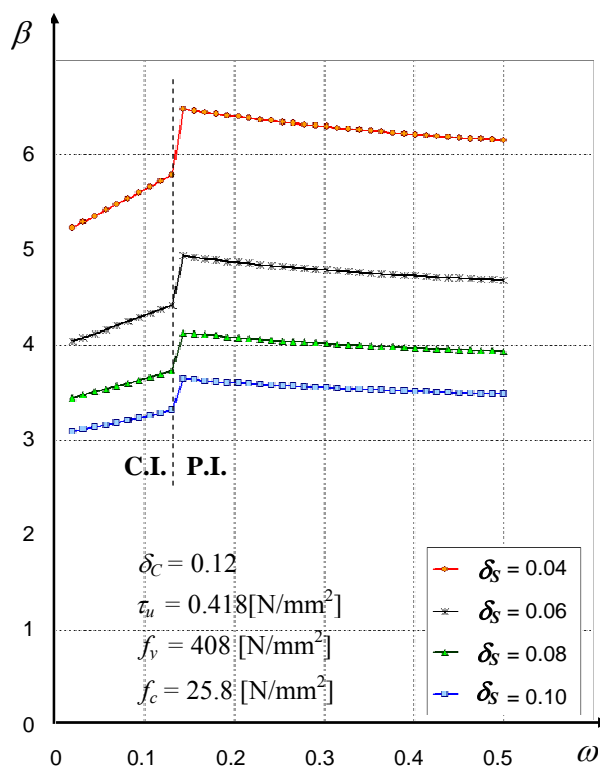


Figura 9a: evoluzione dell'indice β per diversi valori del coefficiente δ_s

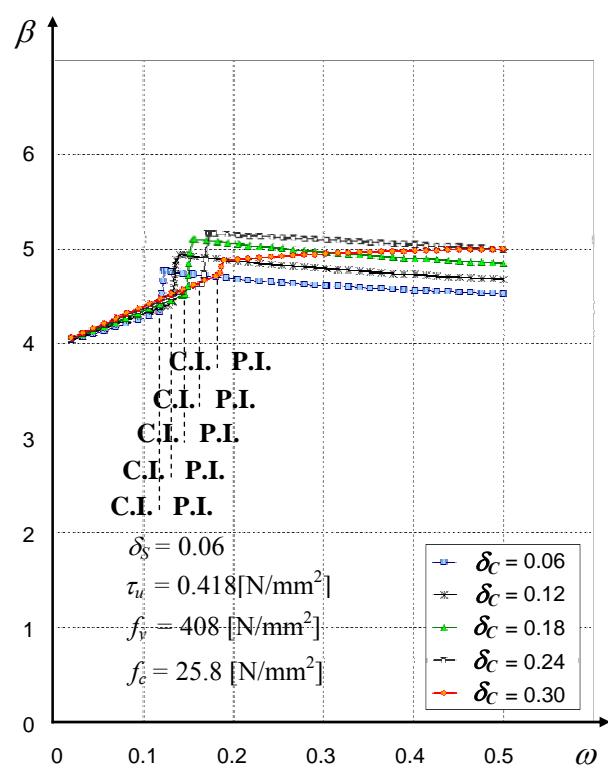


Figura 9b: evoluzione dell'indice β per diversi valori del coefficiente δ_c

In aggiunta, viene rappresentato l'andamento dello stesso indice in funzione del coefficiente di variazione delle resistenze di acciaio e calcestruzzo. Per quanto riguarda l'acciaio (Figura 9a), la dipendenza di β da δ_s appare univoca, con aumento di β al diminuire di δ_s . Questo risultato può a prima vista apparire ovvio, in quanto è naturale che, a parità di tutti gli altri fattori, una riduzione del coefficiente di variazione di una resistenza dia luogo ad

una riduzione della probabilità di crisi. In questo caso però, si tratta di un risultato non ovvio, perché le curve della Figura 9a non sono riferite a pari sollecitazione ma, per ciascuna di esse, la sollecitazione (deterministica) applicata è quella che, nell'ambito del metodo semiprobabilistico, determina $R_d=S_d$, quindi crescente al diminuire del coefficiente di variazione della resistenza. L'aumento di sicurezza che si osserva significa pertanto che, nell'ambito del metodo semiprobabilistico, non è completamente valorizzato l'incremento di resistenza R_d che, al diminuire della dispersione delle variabili, corrisponde ad un valore costante della probabilità di crisi.

Le considerazioni sopra svolte sono apparentemente contraddette dal grafico della Figura 9b, in cui l'indice β appare poco influenzato dal coefficiente di variazione della resistenza del calcestruzzo. Ciò in realtà è dovuto alla scarsa significatività della variabile f_c nel problema in esame. Per bassi valori di ω , infatti, si ha completa interazione e quindi la rottura avviene per plasticizzazione della sezione più sollecitata. In questo caso, proprio per l'esiguità delle percentuali meccaniche di armatura, il momento ultimo è sostanzialmente indipendente dalla resistenza del calcestruzzo, e quindi le curve di Figura 9b non sono influenzate dalla variazione di δ_c .

Quando, per valori maggiori di ω , si entra nel campo della parziale interazione, il momento ultimo dipende fondamentalmente, oltre che dalla resistenza della lamiera (effetto già evidenziato in Figura 9a), dalla resistenza della connessione τ_u (assunta deterministica in questo studio): nuovamente la resistenza del calcestruzzo (e quindi il suo coefficiente di variazione) gioca un ruolo marginale, anche se non nullo. Nei limiti in cui essa influisce, l'andamento è lo stesso già discusso per il coefficiente di variazione della resistenza dell'acciaio.

7 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato studiato il comportamento allo stato limite ultimo delle solette composte, analizzando l'andamento della probabilità di crisi in funzione della caratterizzazione statistica delle resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo e della percentuale meccanica di armatura e tenendo conto delle possibili modalità di raggiungimento della crisi. In tutti i casi studiati la sollecitazione agente è stata assunta deterministica e di entità uguale alla resistenza di progetto ottenibile con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Questo modo di procedere consente di far emergere con la massima chiarezza gli effetti delle variabili studiate, rendendo nel contempo i risultati omogenei e confrontabili. E' stato in particolare posto in evidenza che per i valori estremi della percentuale meccanica di armatura, l'indice β dipende esclusivamente da una variabile ed è determinata da un valore che, nell'ambito del metodo semiprobabilistico, è assunto dal rispettivo coefficiente di sicurezza; per valori intermedi, invece, la distanza della superficie di stato limite dipende contemporaneamente dalle due variabili in gioco ed è in generale maggiore. Questo risultato, la cui validità si estende a tutto l'ambito studiato, consente una valutazione tranquillizzante del comportamento delle solette composte anche per situazioni, quale la crisi per parziale interazione, che appaiono più peculiari rispetto alle ordinarie strutture in calcestruzzo e in acciaio.

BIBLIOGRAFIA

- Bigaran D., Bruno L., Napoli P., Sassone M. (2003)** *Effetti delle incertezze sulla sicurezza a stato limite ultimo nei solai composti acciaio-calcestruzzo*, Proc. XIX Congresso C.T.A., Genova.
- Bode H. And Sauerborn I. (1992).** *Modern Design Concept for Composite Slabs with Ductile Behaviour*, Proc. Engineering Foundation Conference on Composite Construction II, Potosi, USA.
- Budi Ryanto Widijaja. (1997).** *Analysis and Design of Steel Deck-Concrete composite Slabs*, PhD Thesis, University of Blacksburg, Virginia.
- Ellingwood B. R. (1996).** *Reliability-based condition assessment and LRFD of existing structures*, Structural Safety, 18:2/3, pp.67-80.
- EUROCODE N° 4. (2002).** Common unified rules for composite steel and concrete structures, ENV 1994-1-1.
- Fiessler B., Neumann H.J. And Rackwitz R. (1979).** *Quadratic Limit States in Structural Reliability*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1095:4, pp.661-676.
- Haukaas T. And Der Kiureghian A. (2001).** FERUM User's Guide, Berkeley.
- Napoli P. And Sassone M. (2000).** *Le solette composte acciaio-calcestruzzo: comportamento sperimentale, modelli teorici, criteri normativi*, Costruzioni Metalliche, 52:5, pp.43-53.
- Patrick M. And Poh W.K. (1990).** *Controlled Test for Composite Slab Design Parameters*, Proc. IABSE Symposium on Mixed Structures Including New Materials, Brussels, Belgium.
- Rackwitz, R. And Fiessler, B. (1978).** *Structural Reliability Under Combined Random Load Sequences*, Computer and Structures, 9:5, pp.484-494.
- Tabsh Sami W. (1996).** *Reliability of composite steel bridge beams designed following AASHTO's LFD and LRFD specifications*, Structural Safety, 17:4, pp.225-237.